

**Michal DRAHORÁD<sup>1</sup>**

**PŘESYPANÉ ŽELEZOBETONOVÉ KLENBOVÉ MOSTY – ANALÝZA KONSTRUKCE  
S VLIVEM INTERAKCE SE ZEMINOU**

**BURIED ARCH REINFORCED CONCRETE BRIDGES – SUPERSTRUCTURE ANALYSIS  
WITH RESPECT TO THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION**

**Abstrakt**

Tato práce se zabývá modelováním a statickou analýzou přesypaných železobetonových klenbových mostních konstrukcí v praktických aplikacích. Hlavním cílem práce je vývoj numerického modelu konstrukce vystihujícího s dostatečnou přesností skutečné chování mostu na úrovni použitelné v inženýrské praxi. V článku jsou uvedeny základní předpoklady, definice modelu konstrukce včetně interakce se zeminou a rozbor dosažených výsledků.

**Klíčová slova**

Klenbový most, interakce se zeminou, zemní tlak.

**Abstract**

The paper deals with modeling and static analysis of buried reinforced concrete arch bridge in practical applications. The main scope of this work is to develop a numerical model with sufficient accuracy for engineering applications. Basic assumptions, analysis model definition and analyses of results are introduced in the paper.

**Keywords**

RC arch bridge, soil-structure interaction, earth pressure.

## **1 ÚVOD**

Železobetonové klenbové mosty s přesypávkou jsou jedním z progresivních typů mostů, které se v posledních letech stále více uplatňují ve výstavbě. Mezi jejich hlavní výhody patří malá spotřeba stavebních hmot a vysoká účinnost a trvanlivost výsledné stavby, kterých je dosaženo zejména interakcí se zásypem a absencí ložisek a mostních závěrů. Výrazného zvýšení efektivity těchto konstrukcí bylo dále dosaženo používáním betonů vyšších pevnostních tříd (běžně C50/60) a s tím související prefabrikací konstrukce.

Je proto s podivem, že podrobná analýza tohoto typu konstrukcí je běžně prováděna s použitím velmi hrubých okrajových podmínek a nezahrnuje často ani nelineární charakter úlohy plynoucí jednak z materiálové nelinearity železobetonu a jednak z interakce konstrukce se zeminou. Těmito postupy lze totiž dále optimalizovat celý návrh nosné konstrukce mostu.

---

<sup>1</sup> Ing. Michal Drahorád, Ph.D., Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, e-mail: michal.drahorad@fsv.cvut.cz.

## 2 TVAR A USPOŘÁDÁNÍ PREFABRIKOVANÝCH KLENBOVÝCH KONSTRUKCÍ

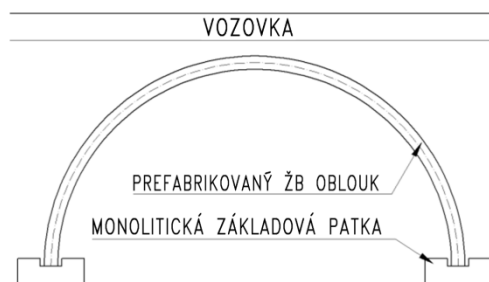
Prefabrikované klenbové konstrukce jsou typicky tvořeny několika prefabrikovanými segmenty, které po sestavení vytvoří jeden prstenec konstrukce. Typické uspořádání konstrukce je uvedeno na obrázku 1. Tvar prefabrikátů zajišťuje přenos smykových namáhání mezi jednotlivými díly konstrukce a současně definuje statické schéma konstrukce (dvoukloubový nebo tříkloubový oblouk, uzavřený rám, apod.).



Obr. 1: Typické uspořádání přesypané betonové konstrukce (most na trati Sodoměřice - Votice)

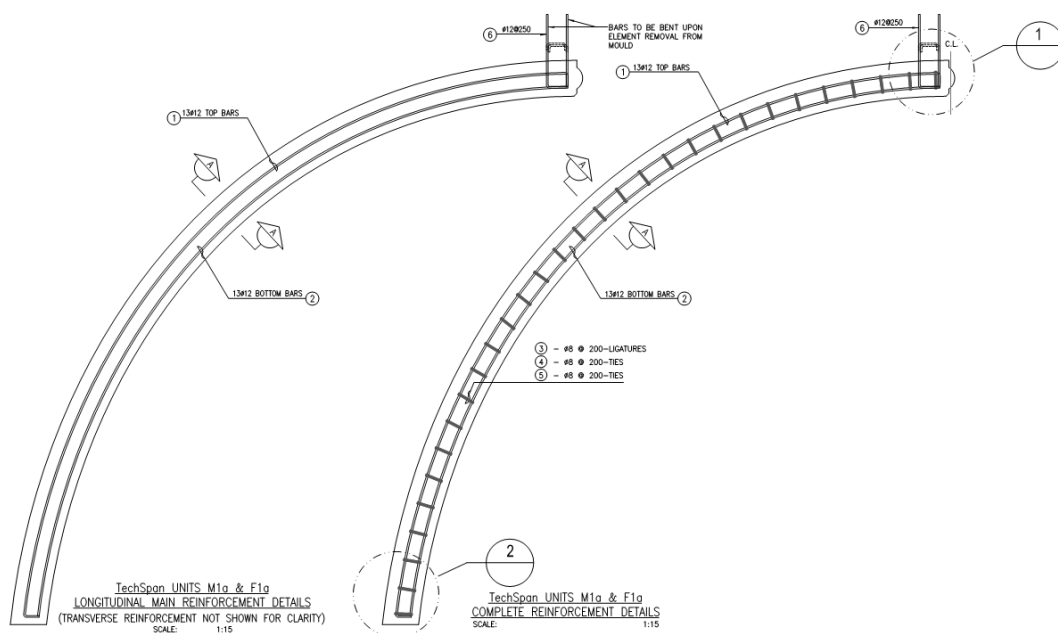
Tvar konstrukce je volen různě, zpravidla v závislosti na výšce přesypávky a působícím zatížení. Obvyklým tvarem konstrukce je přitom kružnicový nebo parabolický oblouk. Tvar konstrukce přitom významně ovlivňuje průběh vnitřních sil od zatížení a tím i nutné množství výztuže v konstrukci. Obvyklá tloušťka konstrukce se pohybuje kolem 300 mm, takže jednotlivé segmenty je možno dopravovat i osazovat běžnými prostředky.

Konstrukce jsou zpravidla navrhovány s plošnými základy, a to buď na základových pasech (viz např. obrázek 2) nebo založené na spodní desce konstrukce (viz obrázek 1). Základové pasy se navrhují v případě příznivějších základových podmínek, kdy je zajištěna stabilita základu pro posun směrem od zásypu. Posunu směrem do zásypu je přitom účinně bráněno tuhostí zásypu a zpravidla není nutno provádět pro jejich zajištění žádná zvláštní opatření.



Obr. 2: Schéma plošného založení konstrukce na základových pasech

Vyztužení konstrukce lze s ohledem na výše uvedené skutečnosti a tvar konstrukce navrhnout opravdu subtilní s celkovou kubaturou výztuže až na úrovni 75 kg/m<sup>3</sup> betonu.



Obr. 3: Příklad typického vyztužení konstrukce (převzato od Freyssinet TechSpan)

### 3 PROBLEMATIKA MODELOVÁNÍ PŘESYPANÝCH KLENBOVÝCH MOSTŮ

Modelování subtilních přesypných konstrukcí je úzce spojeno s modelováním interakce zásypu konstrukce s vlastní nosnou konstrukcí. Tato interakce nemůže být při výpočtu zanedbána, protože při dané tuhosti a odolnosti zpravidla není konstrukce bez jejího uvážení stabilní.

Výhodou betonových prefabrikovaných konstrukcí (např. proti tenkostěnným ocelovým přesypným konstrukcím typu TUBOSIDER) je jejich relativně vysoká tuhost, která ústí v malé deformace konstrukce vlivem zatížení a v dostatečnou robustnost i ve fázích výstavby. To se pozitivně promítá i do modelování vlastní betonové konstrukce, kdy je zpravidla možno nahradit vliv geometrické nelinearity pouze změnou tuhosti konstrukce (viz např. [2]), tj. stejně jako vliv nelinearity materiálové.

Vysoká tuhost konstrukce navíc umožňuje při zachování vysoké úrovně přesnosti výpočtu i zjednodušené zavedení interakce se zemínou (viz [2], kde je řešen obdobný problém). Odpor zeminy proti deformaci, resp. náhradní zemní tlak materiálu zásypu na nosnou konstrukci je stanoven podle zásad mechaniky zemin, včetně vlivu překonsolidace (hutnění zásypu) - viz [2]. Tato metodika byla pro svoji menší stabilitu při větších deformacích dále vylepšena zavedením dynamicky definovaných pružných podpor (viz dále).

### 4 MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE

Model nosné konstrukce je s ohledem na povahu problému volen jako prutový s uvažováním materiálové nelinearity. Tento model umožňuje díky své koncepci řešit i problematiku plovoucího uložení patek oblouku (malou vodorovnou únosnost základové spáry kompenzovanou dostatečnou vodorovnou únosností zásypu konstrukce). Geometricky nelineární povaha problému je při výpočtu respektována pouze zavedením proměnné tuhosti s ohledem na výslednou excentricitu výslednice tlakové síly v betonu průřezu (podrobněji viz [1]).

Pro stanovení tuhosti příčného řezu prvků modelu se s výhodou využívá předem definované závislosti průřezových charakteristik na excentricitě normálové síly v betonové části průřezu (viz obr. 4). Tato závislost je stanovena na základě předpokladů o chování betonu a výztuže. Pro beton se předpokládá, že působí pouze v tlaku a jeho chování je analyzováno odděleně od chování výztuže. Výsledné průřezové charakteristiky jsou potom prostým součtem příspěvků obou základních materiálů.

Pro stanovení plochy ( $A_c$ ) a momentu setrvačnosti ( $I_c$ ) betonové části průřezu přitom platí následující vztahy závislé na excentricitě normálové síly  $e_c$ :

$$e_c \in <0 ; h/6>$$

$$e_c \in (h/6 ; h/2)$$

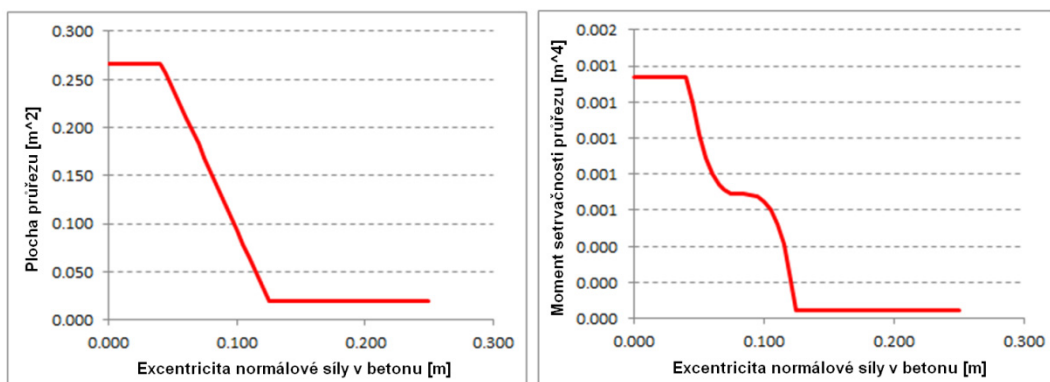
$$A_c = bh$$

$$A_c = 3b \cdot \left( \frac{h}{2} - e_c \right)$$

$$I_c = \frac{1}{12} bh^3$$

$$I_c = \frac{9}{4} b \cdot \left( \frac{h}{2} - e_c \right)^3 + 3b \cdot \left( \frac{h}{2} - e_c \right) \left( \frac{3e_c}{2} - \frac{h}{4} \right)^2$$

Pokud je excentricita normálové síly mimo průřez, je tuhost betonové části průřezu nulová. Plocha betonářské výztuže a její příspěvek k momentu setrvačnosti se potom k charakteristikám betonové části průřezu přičte, přičemž se s výhodou využívá skutečnosti, že příspěvky betonářské výztuže jsou konstantní a nezávislé na poloze a působišti zatížení. Příklad výsledného průběhu charakteristik průřezu pro kladnou hodnotu excentricity  $e_c$  tlakové normálové síly v betonu je uveden na obrázku 4 (výška průřezu 0,25 m).



Obr. 4: Příklad průběh průřezových charakteristik v závislosti na excentricitě normálové síly v betonu

Výše uvedené stanovení průřezových charakteristik je provedeno ve všech uzlech vyšetřované konstrukce. S ohledem na proměnnost zatížení a geometrii konstrukce je jasné, že v obou koncových uzlech jednoho prvku budou obecně jeho charakteristiky rozdílné, což je pro použitý prutový prvek nepřijatelné. Z tohoto důvodu jsou jako vlastnosti jednotlivých prutových prvků délky  $L$  použity průměrné hodnoty  $A_{av}$  a  $I_{av}$  stanovené z výrazů:

$$A_{av} = \frac{\int_0^L A(L) \cdot dL}{L} = \frac{L \cdot \int_{e_c(0)}^{e_c(L)} A(e_c) \cdot de_c}{L \cdot |e_c(L) - e_c(0)|} = \frac{\int_{e_c(0)}^{e_c(L)} A(e_c) \cdot de_c}{|e_c(L) - e_c(0)|}$$

$$I_{av} = \frac{\int_0^L I(L) \cdot dL}{L} = \frac{L \cdot \int_{e_c(0)}^{e_c(L)} I(e_c) \cdot de_c}{L \cdot |e_c(L) - e_c(0)|} = \frac{\int_{e_c(0)}^{e_c(L)} I(e_c) \cdot de_c}{|e_c(L) - e_c(0)|}$$

Pro snadné stanovení průměrných charakteristik je přitom v praktickém výpočtu s výhodou použito následujících distribučních funkcí v jednotlivých intervalech excentricity  $e_c$  výslednice tlakové normálové síly, které umožňují snadné numerické stanovení hledaných charakteristik.

$$e_c \in (-h/2 ; -h/6) \quad \int A \cdot de_c = \frac{3b}{2} \cdot e_c \cdot (h + e_c)$$

$$e_c \in <-h/6 ; h/6>$$

$$\int A \cdot de_c = b \cdot h \cdot e_c$$

$$e_c \in (h/6 ; h/2)$$

$$\int A \cdot de_c = \frac{3b}{2} \cdot e_c \cdot (h - e_c)$$

$$e_c \in (-h/2 ; -h/6)$$

$$\int I \cdot de_c = \frac{3be_c}{8} (6e_c^3 + 8e_c^2 h + 4e_c h^2 + h^3)$$

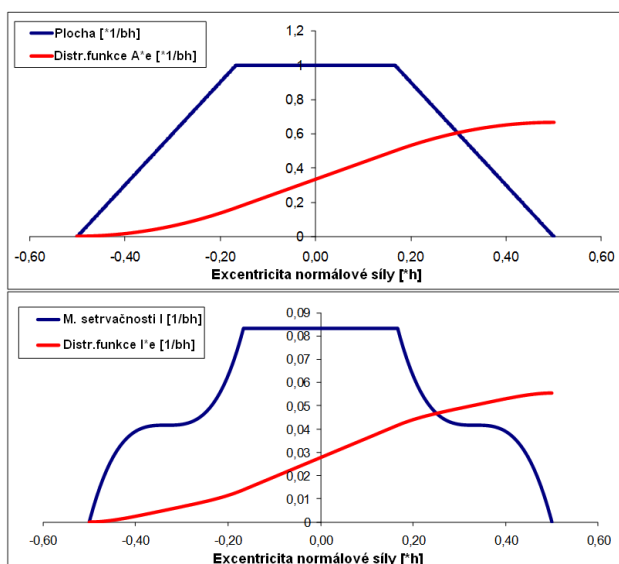
$$e_c \in <-h/6 ; h/6>$$

$$\int I \cdot de_c = \frac{1}{12} b \cdot h^3 \cdot e_c$$

$$e_c \in (h/6 ; h/2)$$

$$\int I \cdot de_c = -\frac{3be_c}{8} (6e_c^3 - 8e_c^2 h + 4e_c h^2 - h^3)$$

Průběh normalizovaných funkcí průřezových charakteristik a distribučních funkcí betonové části průřezu je uveden na obrázku 5.

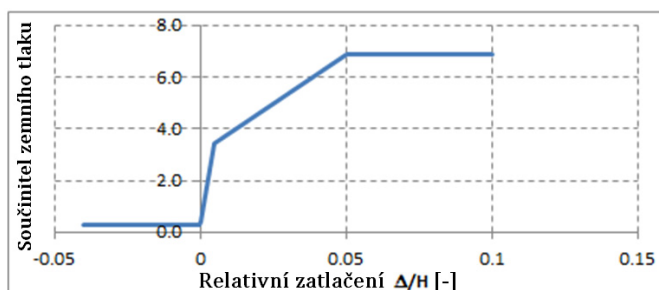


Obr. 5: Průběh normalizovaných funkcí průřezových charakteristik a distribučních funkcí betonové části průřezu (nahore plocha průřezu  $A_c$ , dole moment setrvačnosti  $I_c$ )

Počáteční uložení konstrukce je uvažováno podle okrajových podmínek (tj. např. v patách klenby). S postupem výpočtu jsou potom podle potřeby definovány další pružné podpory v místech zatlačení konstrukce do zásypu (viz dále).

## 5 PROBLEMATIKA MODELOVÁNÍ PŘESYPANÝCH KLENBOVÝCH MOSTŮ

Interakce se zeminou je uvažována jednak pomocí náhradního zatížení (svislé a vodorovné) a jednak zavedením dynamicky definovaných pružných podpor konstrukce. Náhradní zatížení konstrukce zemním tlakem a zatížením od dopravy je definováno v souladu s [3] (podrobněji viz také [2]). Typická závislost náhradního vodorovného zatížení (zemního tlaku) na zatlačení konstrukce do zásypu podle [3] je uvedena na obrázku 6. Součinitel zemního tlaku se potom aplikuje na svislé napětí v zásypu v dané úrovni.

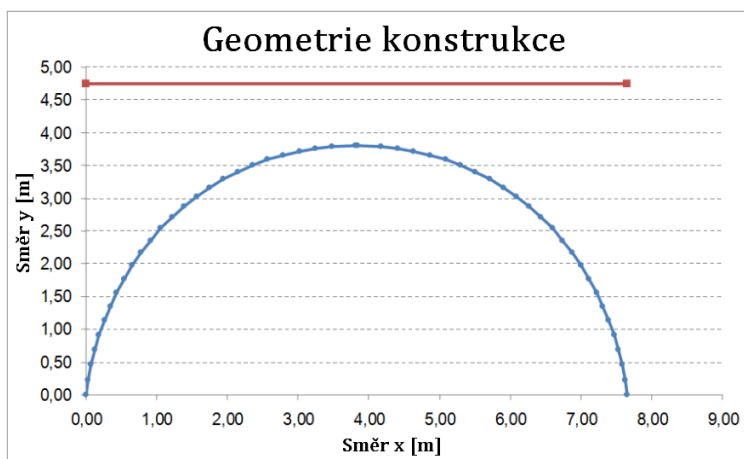


Obr. 6: Příklad náhradního zatížení konstrukce v závislosti na jejím zatlačení do zásypu

Koncept dynamické definice pružných podpor byl přijat pro eliminaci numerické nestability výpočtu v některých případech zatížení, zejména nesymetrického. Koncept spočívá v přidání pružných podpor do uzlů konstrukce tam, kde náhradní zatížení přestoupí klidový zemní tlak zásypu. V opačném případě, kdy se konstrukce od zeminy oddaluje, je náhradní zatížení pouze zmenšeno a podpora přidávána není. Tuhost dynamicky přidané podpory se stanoví v závislosti na zatlačení (viz obrázek 6).

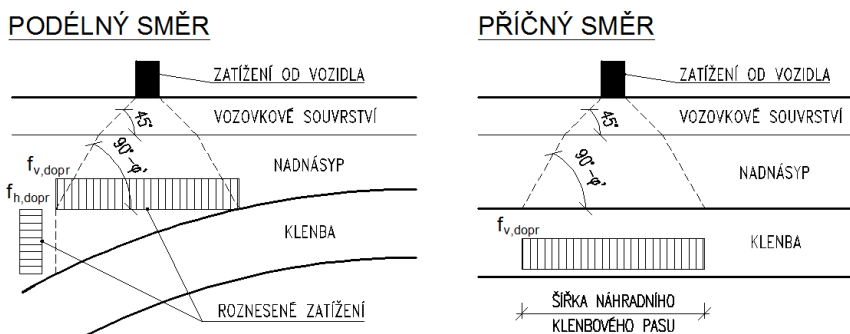
### 5 PŘÍKLAD

Pro ilustraci použití vyvinutého modelu přesypané železobetonové klenbové konstrukce byl výše uvedený výpočet proveden pro reálnou konstrukci v programu MS Excel. Jednalo se o klenbovou železobetonovou přesypanou konstrukci o rozpětí 7,65 m s kloubem ve středu rozpětí uloženou na základových pasech šířky cca 1,5 m. Výška přesypávky je 0,8 m. Geometrie nosné konstrukce je patrná z obrázku 7.

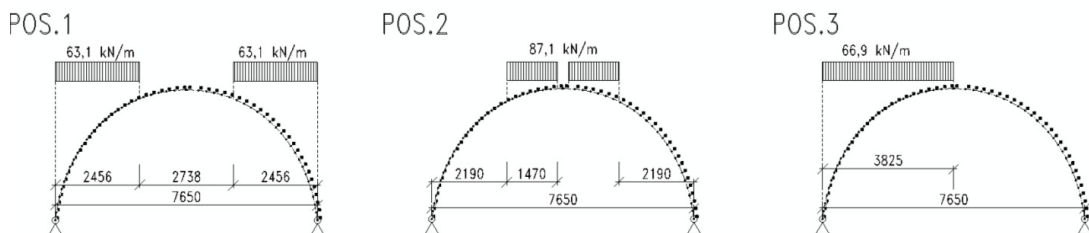


Obr. 7: Geometrie nosné konstrukce [m] - model v MS Excel

Zatížení konstrukce je provedeno rovnoměrným blokovým zatížením dopravou distribuovaným skrz násyp s úhlem vnitřního tření  $\varphi = 40^\circ$  (viz obrázek 8 a 9). Dále je uvažováno zatížení vlastní tíhou a zemním tlakem od vlastního zásypu konstrukce společně s účinky hutnění, které jsou uvažovány jako rovnoměrné svislé přitížení 50 kPa během výstavby.

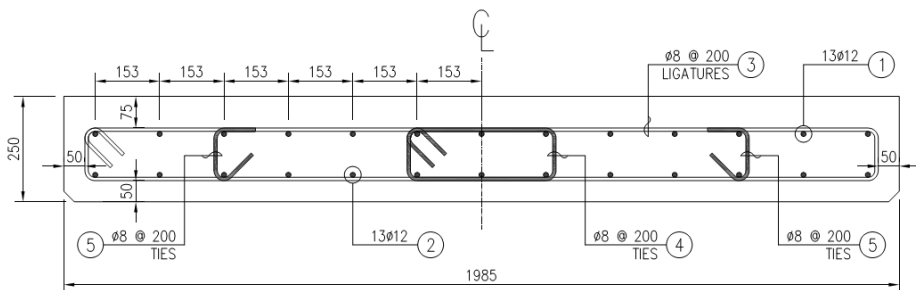


Obr. 8: Schéma roznosu zatížení dopravou skrz zásyp konstrukce



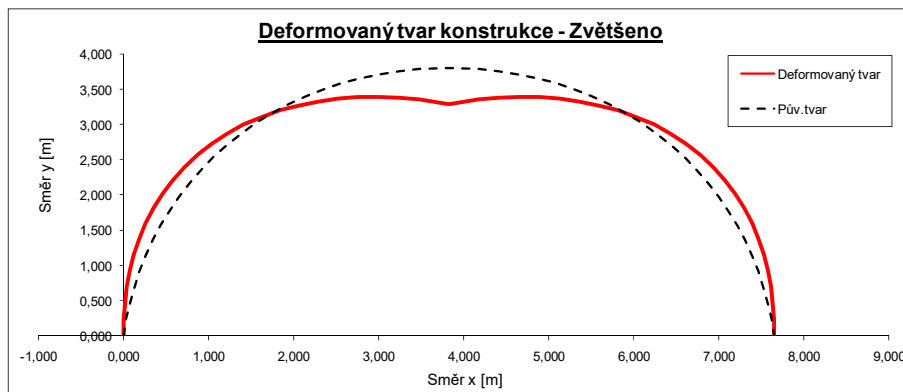
Obr. 9: Schéma zatížení nosné konstrukce dopravou

Výztuž konstrukce je uvažována podle obrázku 3 a 10.

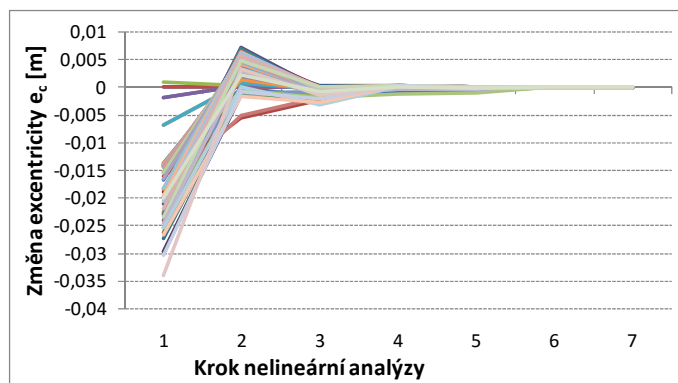


Obr. 10: Schéma výztuže nosné konstrukce - příčný řez prefabrikátem

Výpočet byl proveden iteračně na základě výše uvedených pravidel a postupů. Zavedená metoda výpočtu je řízena změnou excentricity tlakové síly v betonu  $e_c$  a velmi rychle konverguje. Výsledný tvar deformace po ustálení změn excentricity  $e_c$  je uveden na obrázku 11. Změny excentricity  $e_c$  v závislosti na kroku výpočtu a tím pádem i rychlost konvergence jsou uvedeny na obrázku 12.



Obr. 11: Výsledná deformace konstrukce [m] (100x zvětšeno)



Obr. 12: Ilustrace rychlosti konvergence metody na ustálení změny excentricity  $e_c$

## 5 ZÁVĚR

Uvedený model nosné konstrukce byl implementován v programu MS Excel, následně byl ověřen a použit pro praktické výpočty. Další výzkum je zaměřen na analýzu konstrukcí s významnými deformacemi od zatížení (vlivem geometrické nelinearity).

## PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Technologické agentury České republiky. Registrační číslo projektu je TA03031099.

## LITERATURA

- [1] DRAHORÁD, M. Load-Bearing Capacity of Masonry Arch bridges, Proceedings of the 19th International Conference Engineering Mechanics 2013, pp 33-34.
- [2] DRAHORÁD, M., Buried Masonry Arch Bridges - Modelling of the Soil-structure Interaction in Engineering Applications, Sborník příspěvků konference Modelování v mechnice 2013, pp 9-10.
- [3] ČSN 73 0037 – Zemní tlak na stavební konstrukce, ÚNMZ, 1990

## Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, VUT v Brně.

Doc. Ing. Martin Moravčík, Ph.D., Katedra stavebních konstrukcí a mostov, Stavební fakulta, ŽU v Žilíně.